

不整形地盤上の長大PC斜張橋の地震応答解析

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF A LARGE-SCALE CABLE STAYED PC GIRDER BRIDGE
ON AN IRREGULAR GROUND

右近 八郎*、加藤 研一**、山野辺 慎一***、宮村 正光****

by Hachiro Ukon, Kenichi Kato, Shinichi Yamanobe and Masamitsu Miyamura

This study concerns earthquake response analysis of a large-scale cable stayed PC girder bridge on an irregular ground. The bridge has been a focus of attention since Yobuko Ohashi (Yobuko Bridge) with 250m center span was completed in 1989. Taking the bridge on an irregular ground as an analytical model, we have investigated the effect of local irregularity of a ground to the response of the bridge subjected to an earthquake. The irregularity of a ground is evaluated by using Aki & Larner method which is one of the most effective and robust analytical method of the problem. The earthquake response analysis of the bridge is performed by using frequency response analysis of a multi-point input system, which is a natural expansion of an ordinary frequency response analysis method.

1. まえがき

本研究は、1989年3月に竣工した中央スパン250mの呼子大橋をはじめとして、最近注目されている長大PC斜張橋を解析対象にして、周波数応答解析法により多点入力地震応答解析を行い、局所的な地盤の不整形性による長大PC斜張橋の地震応答への影響を定量的に検討し、設計的な知見を得ることを目的とするものである。従来、局所的な地盤の不整形性による地震時の地盤の応答特性に関する研究が盛んに行われていたが^{1)~3)}、1985年のメキシコ地震以来、地盤の広域的な不整形性による地震時の地盤の増幅特性に関する研究も行われている^{4)、5)}。構造物の地震応答という観点から見れば、周波数特性に代表される入力地震動の特性に関しては前者の研究が、入力地震動の絶対的な規模に関しては後者の研究がそれぞれ重要な研究である。また、橋梁の多点入力解析に関しては、一般に相対座標系で記述された運動方程式で、静的変位と動の変位を分離する手法により多点入力解析を行っている^{6)、7)}。さらに、最近では長大橋梁の幾何学的非線形性に着目した地震応答に関する研究も報告されている⁸⁾。また、斜張橋の位相差入力については、位相差が地震応答やその応答を支配する振動モードに及ぼす影響に着目した基礎的な研究が行われている^{9)、10)}。

本研究では、地盤の不整形による位相差入力や多点入力に着目し、地震応答がPC斜張橋の部材設計に及ぼす影響を検討した。局所的な地盤の不整形性の評価をAL法¹¹⁾(波数離散型解法)により行い、長大PC斜張橋の地震応答解析は、絶対座標系で記述された多点入力形式の運動方程式を周波数応答解析法により解くことで行った¹²⁾。この解析法では静的変位と動の変位を分離する必要がなく、一般の周波数応答解析法の自然な拡張として捉えることができる。

* 工修 鹿島建設株式会社 情報システム部 (〒107 東京都港区元赤坂1-2-7)

** 工修 鹿島建設株式会社 小堀研究室 (〒107 東京都港区赤坂6-5-30 KIビル)

*** 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182 東京都調布市飛田給2-19-1)

**** 工博 鹿島建設株式会社 小堀研究室 (〒107 東京都港区赤坂6-5-30 KIビル)

2. 解析概要

(1) AL法¹¹⁾

AL法は、1970年にAkiとLarnerにより提案された、不整形2層構造地盤での2次元SH波入射問題のための理論解析手法であるが、その後多くの研究によりSV波、P波、3次元といった入射問題に拡張・適用され、この種の解析手法全体の総称となっている。AL法の解析手法は、水平成層地盤における重複反射理論による解析手法を一般化したものになっているが、重複反射理論による解析手法で有名な解析プログラムSHAKEは1972年に発表されており、AL法はそれに先立つ手法である。AL法にはRayleigh Ansatz Errorや高周波数領域での適用性といった問題が指摘されているが、不整形地盤の地震応答解析において強力で有効な手法の一つであると言われている。AL法の詳細は参考文献¹¹⁾を参照されたい。

(2) 周波数応答解析法による多点入力解析¹²⁾

構造系の可動点(自由度A)と固定点(地震入力点、自由度B)を分離した、複素剛性を用いた一般的運動方程式は、 $\{Y_A\}$ 、 $\{Y_B\}$ を絶対変位ベクトルとして、絶対座標系において次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} \\ M_{BA} & M_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y}_A \\ \ddot{Y}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{AA}^* & K_{AB}^* \\ K_{BA}^* & K_{BB}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_A \\ Y_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_B \end{Bmatrix} \quad \text{--- (1)}$$

ここに、 $[K^*]$: 複素剛性マトリックス

$$\text{Re} [K^*] = (1 - 2h^2) [K]$$

$$\text{Im} [K^*] = (2h\sqrt{1-h^2}) [K]$$

$[M]$ および $[K]$ は質量および剛性マトリックスであり、 h は粘性減衰定数である。

(1)式から自由度Aに関する運動方程式が次式のように得られる。

$$[M_{AA}]\{\ddot{Y}_A\} + [M_{AB}]\{\ddot{Y}_B\} + [K_{AA}^*]\{Y_A\} + [K_{AB}^*]\{Y_B\} = \{0\} \quad \text{--- (2)}$$

ここで、支点 j ($j = 1, 2, \dots, n$, n : 自由度Bの総数)での入力 Y_B を調和変位入力 $e^{i\omega t}$ とし、 $Y_B = -\omega^2 e^{i\omega t}$ と仮定し、絶対変位の周波数伝達関数 H_j を用いて $Y_A = H_j e^{i\omega t}$ とすれば、(2)式より H_j は以下のように求められる。

$$\{H_j(\omega)\} = \frac{-(-\omega^2[M_{AB}] + [K_{AB}^*])\{V_j\}}{-\omega^2[M_{AA}] + [K_{AA}^*]} \quad \text{--- (3)}$$

ここに、 V_j : 入力自由度指定ベクトル

(3)式から求められる絶対変位の周波数伝達関数 H_j からなる周波数伝達関数マトリックス $[H]$ ($N \times n$ のマトリックス、 N : 自由度Aの総数)と、各入力自由度で与えられるフーリエスペクトルからなる入力ベクトル $\{F\}$ ($n \times 1$)を用いて、構造内の各自由度での応答のフーリエスペクトルからなる応答ベクトル $\{Y\}$ ($N \times 1$)は、

$$\{Y\} = [H] \{F\} \quad \text{--- (4)}$$

与えられる。具体的に、自由度 p での応答のフーリエスペクトル Y_p は次式で与えられる。

$$Y_p = H_1 F_1 + H_2 F_2 + \dots + H_n F_n \quad \text{--- (5)}$$

最後に、 Y_p を逆フーリエ変換することで自由度 p での時刻歴応答が得られる。

尚、以上の表記では、簡単のために H_j に関する構造内の各自由度を示すインデックスは省略した。

3. 数値解析例

(1) 入力地震動モデル

図-1に示すような、堆積層の無い差し渡し250mの谷形状を有する不整形地盤 ($V_s = 500\text{m/s}$) を設定し、AL法を用いてSH入射(面外加振用波動)とSV入射(面内加振用波動)による地表面各点での応答を評価した。図に示す位置D、B、A、Cは長大PC斜張橋の4つの橋脚の位置であり、中央支間が河川を跨ぐ橋梁を設定した。入射角は図に示すように、SH入射、SV入射とも 20° とした。その他解析条件は図に示すとおりである。基本となる入力地震動として、1984年2月14日に東松山地震観測網(HMYアレー)のNo.2測点で得られた地震動のEW成分^{13), 14)}を採用し、図-1のA点に入力した。

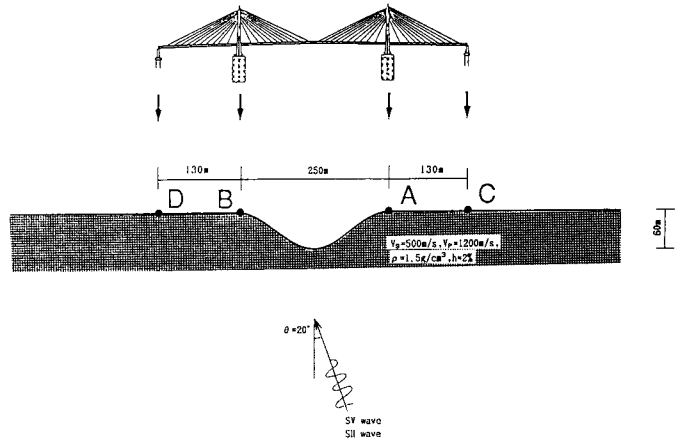


図-1 AL法による入力地震動モデル

(2) 応答解析モデル

我が国のPC斜張橋の実績を考慮して、図-2に示す中央スパン250m、側径間130m、逆Y形タワー2本を有する、仮定の3径間長大PC斜張橋を応答解析モデルとした。構造諸元や断面諸値は同規模同構造形式のPC斜張橋を参考にして決めた。要素数204、節点数167からなる立体フレームモデルである。境界条件は4つの支点(橋脚下端)を全て完全固定とした。橋梁形式としては、橋脚と主桁を剛結しないフローティングタイプとし、側径間端部も橋軸方向にローラーとなっている。加振方向は、AL法のSH入射で得られた波動を用いて橋軸直角方向加振、SV入射で得られた波動を用いて橋軸方向加振とした。

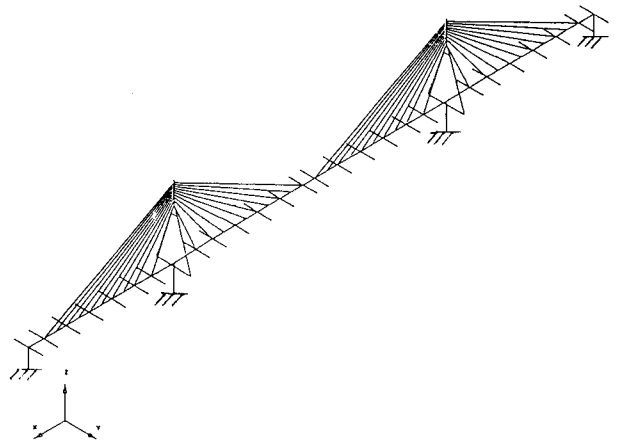


図-2 長大PC斜張橋の地震応答解析モデル

(3) 解析ケース

解析ケースは橋軸直角方向加振(ケース1~ケース3)と橋軸方向加振(ケース4~ケース6)の2種類を基本として、合計6ケースを行った。各ケースを表-1に示した。

表-1 解析ケース一覧

ケース番号	加振方向	入力方法
1	橋軸直角 方向	一樣
2		位相差
3		多点
4	橋軸方向	一樣
5		位相差
6		多点

ケース1ではSH入射で得られた波動4波の二乗平方平均値(RMS値)の平均と同じRMS値を持つ波動を、基本波から作成して4支点に入力した。ケース2ではケース1で採用した波動を、せん断波速度500m/sとして各支点での位相差を算定し、それぞれの支点に入力した。ケース3ではSH入射で得られた波動4波をそのままそれぞれの支点に入力した。

ケース4ではケース1と同様にSV入射で得られた波動2波のRMS値の平均と同じRMS値を持つ波動を2支点に入力した。ケース5およびケース6は、それぞれケース2およびケース3と同様にして、それぞれの支点に入力した。

4. 解析結果

(1) AL法による入力地震動

図-4にSH入射により得られた地表面各点での波動を示した。SH入射による地表面での応答倍率は、谷底部で応答倍率の低下がみられる他は、右岸(点A、点C)、左岸(点B、点D)ともに同程度の応答倍率を示した。図-5にSV入射により得られた波動を示した。SV入射による地表面での応答倍率は、谷底部での応答倍率の低下が著しく、左岸(点B)では谷地形に波動が遮られ、右岸(点A)より低い応答倍率を示した。ここでは不要のため点C、Dでの入力波動は示していない。

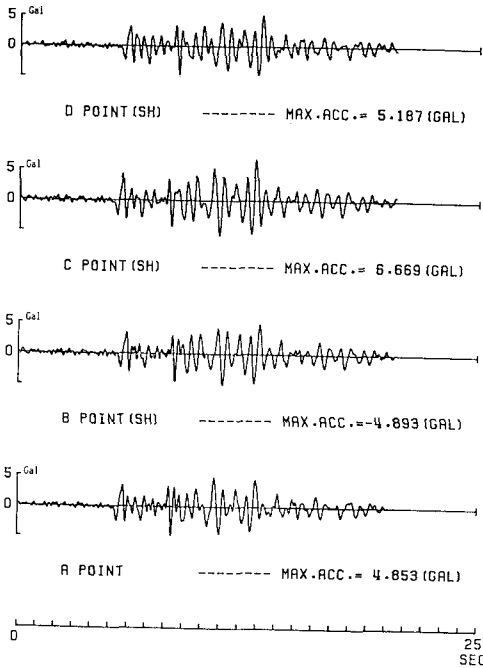


図-4 SH入射による応答波動

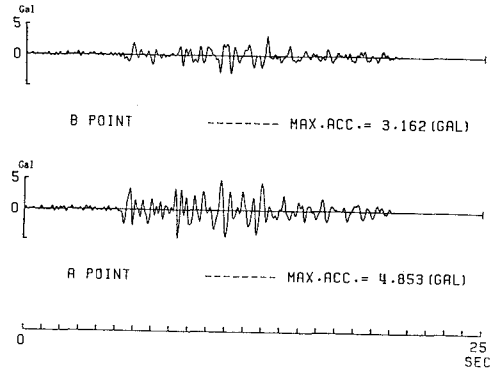


図-5 SV入射による応答波動

(2) PC斜張橋の周波数伝達関数

(a) 橋軸直角方向加振

周波数応答解析による多点入力地震応答解析の妥当性を示すために、(3)式で求められる各支点毎の入力に対応した絶対加速度の周波数伝達関数の絶対値の分布(モード)を、最低周波数の場合(0.049Hz)を例にとり、図-6.1から図-6.4に示す。これらのモードはそれぞれの支点での強制変位によるモードとほぼ同じものになっている。図-7は図-6.1から図-6.4のモードを単純に加え合わせたものであり、一様加振によるモードと一致している。図-8は一様加振の場合のスパン中央における周波数伝達関数の1次の共振モード(振動数:0.781Hz)を示したものである。2次の共振振動数は2.490Hz、3次の共振振動数は5.078Hzとなっている。

図-9.1はスパン中央(節点25)の絶対加速度の周波数伝達関数の絶対値を示した。図には5本の伝達関数を示してあるが、それぞれ支点1から支点4までの入力に対応した伝達関数の絶対値とその合計である。振動数0.0ではそれぞれの支点入力からの静的な寄与率が示されており、その合計は一様加振の場合と同様に1.0となっている。図-9.2は同様に主塔先端(節点50)の周波数伝達関数を示した。

(b) 橋軸方向加振

橋軸直角方向加振同様の算定を行うが、ここでは図-9.1および図-9.2に対応するそれぞれの絶対加速度の周波数伝達関数の絶対値を図-10.1および図-10.2に示す。支点1から支点4までの入力に対応した伝達関数の合計が一様加振の場合と一致するのは同様であるが、側径間端部が橋軸方向ローラーとなっていることから支点1および支点4の入力からの寄与はなく伝達関数の値は0となっている。

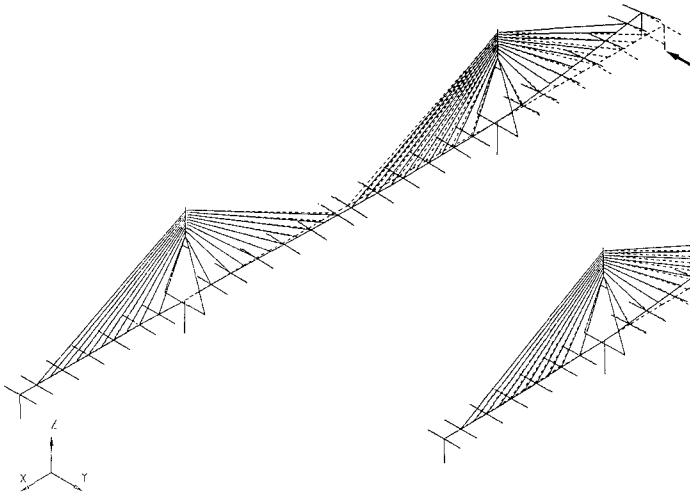


図-6.1 支点1に入力した伝達関数の分布

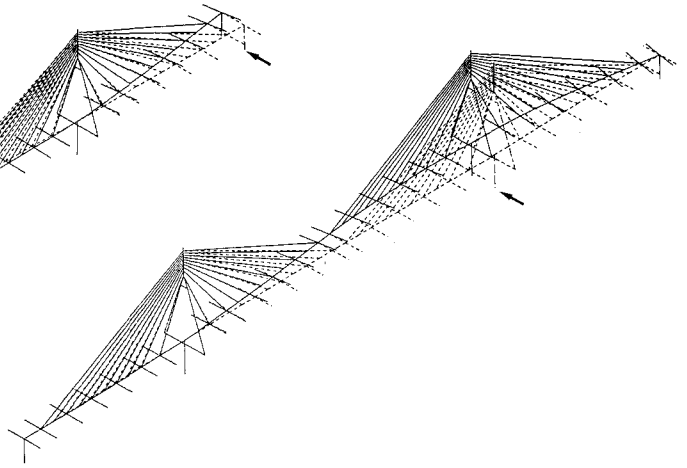


図-6.2 支点2に入力した伝達関数の分布

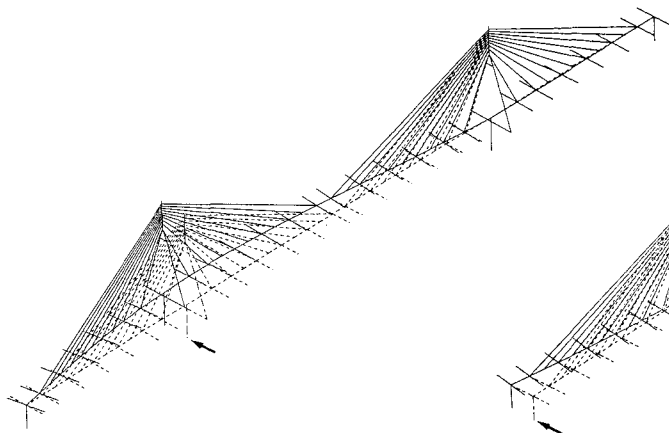


図-6.3 支点3に入力した伝達関数の分布

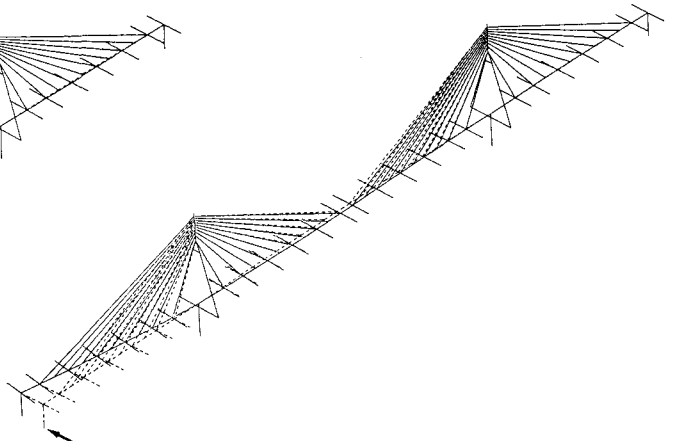


図-6.4 支点4に入力した伝達関数の分布

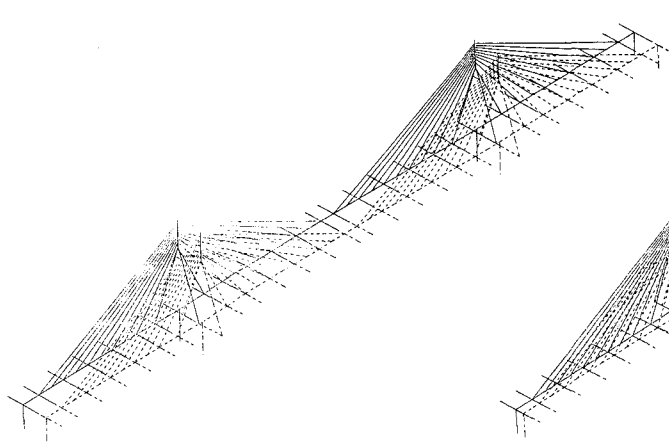


図-7 全支点に入力した伝達関数の分布

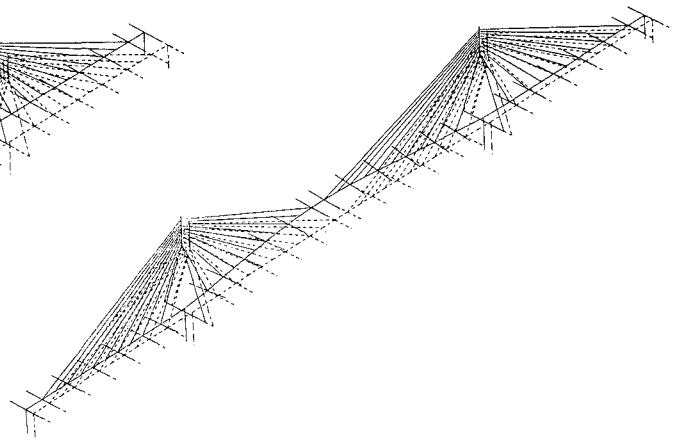


図-8 スパン中央での一次モード

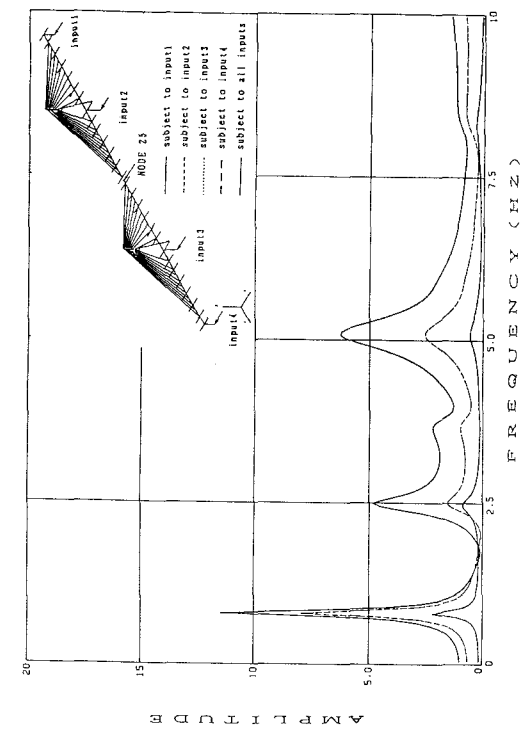


図-9.1 スパン中央(節点25)の伝達関数(橋軸直角方向加振)

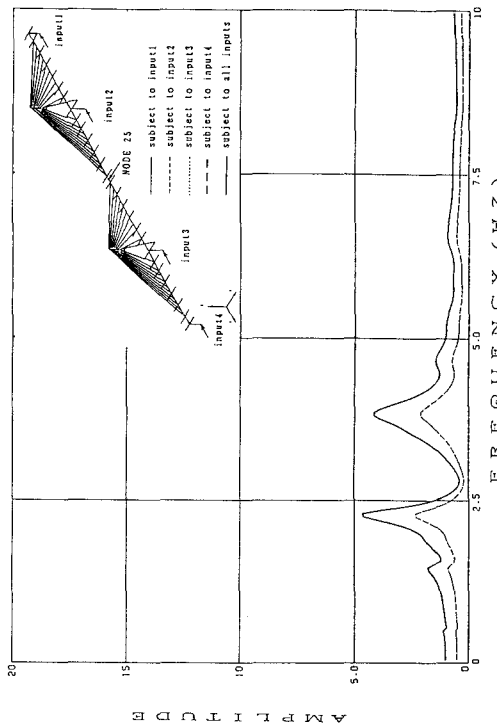


図-10.1 スパン中央(節点25)の伝達関数(橋軸方向加振)

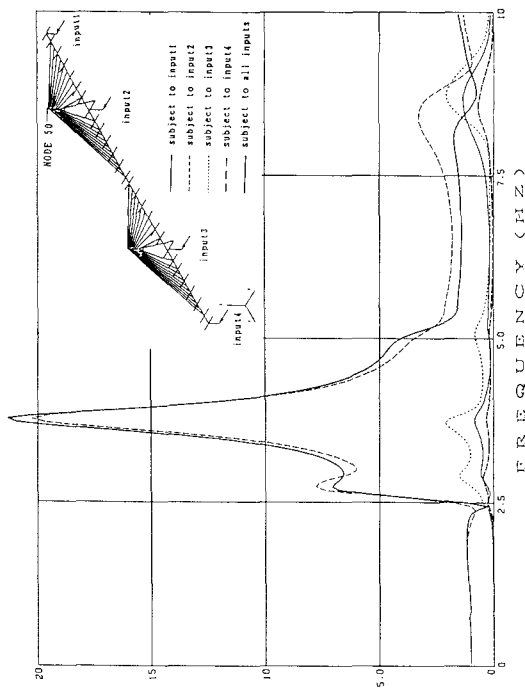


図-9.2 主塔先端(節点50)の伝達関数(橋軸直角方向加振)

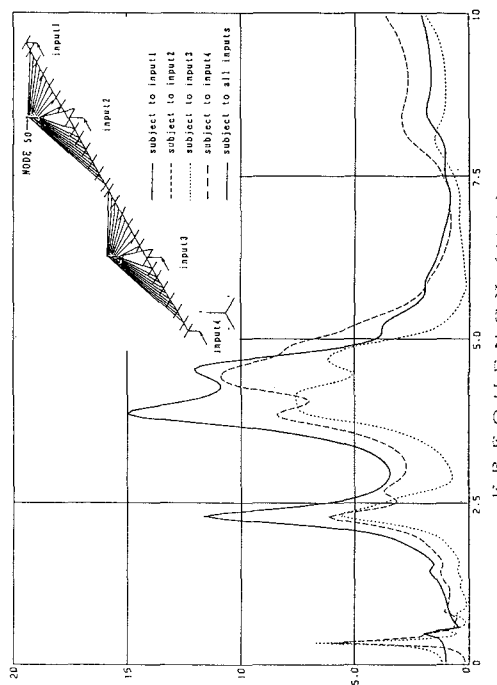


図-10.2 主塔先端(節点50)の伝達関数(橋軸方向加振)

(3) 変位・加速度応答

前記6ケースについて応答解析を行ったが、ここでは多点入力による橋軸直角方向加振による応答であるケース3について加速度応答の様子を示す。図-11はケース3での $t=5.0$ (秒)における加速度応答を示した。また、本研究の一環として今回、解析結果のビジュアル化を行い、変位応答の動画(VTR)を作成した。図-12はその画面の一例である。応答結果を動画と比較検討することで、変位応答性状の的確な把握が可能であり、動的解析による設計検討における有効な手段であることが判明した。

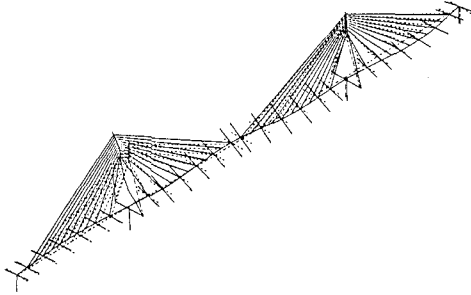


図-11 ケース3の加速度応答例 ($t=5.0$ 秒)

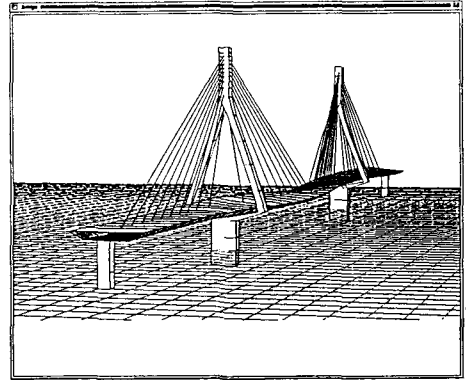


図-12 応答変位を示す動画の一例

(4) 断面力応答

橋梁の部材設計では断面力が重要であり、ここでは前記6ケースについて応答断面力を比較検討する。断面力としては軸力 N_x 、面外せん断力 S_y 、 S_z 、ねじりモーメント M_x 、面外モーメント M_y 、 M_z の6成分がある。PC斜張橋の構造的特性から、一般的に検討すべき断面力は主桁、橋脚、主塔、斜材それぞれに対して以下ようになる。

橋軸直角方向加振の場合

- ・主桁 - S_y 、 M_z
- ・橋脚 - S_z 、 M_x 、 M_y
- ・主塔 - N_x 、 S_z 、 M_y
- ・斜材 - 無し

橋軸方向加振の場合

- ・主桁 - N_x 、 S_z 、 M_y
- ・橋脚 - N_x 、 S_y 、 M_z
- ・主塔 - N_x 、 S_y 、 M_z
- ・斜材 - N_x

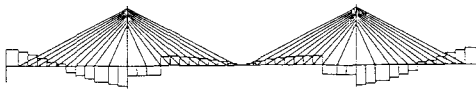
ここでは、最も重要と考えられる主桁および橋脚の断面力の最大応答値の分布を前記6ケースについて示す。図-13.1は面外せん断力 S_y の各部材での最大値を $x-z$ 平面内で表示したもので、上からケース1、ケース2、ケース3となっている。尚、 $y-z$ 平面内の部材(主塔、横桁)は示していない。図-13.2は同様に面外せん断力 S_z 、図-13.3は面外モーメント M_y 、図-13.4は面外モーメント M_z をそれぞれ示した。

図-14.1は面外せん断力 S_y を $x-z$ 平面内で表示したもので、上からケース4、ケース5、ケース6となっている。 $y-z$ 平面内の部材(主塔、横桁)は示していない。図-14.2は同様に面外せん断力 S_z 、図-14.3は面外モーメント M_y 、図-14.4は面外モーメント M_z をそれぞれ示した。

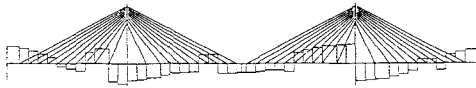
主な断面力の最大値の結果を表-2にまとめる。単位はtonおよびton・mである。

表-2 応答断面力の最大値の比較

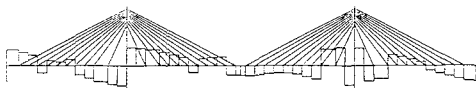
加振方向	入力方法	断面力					
		主桁 S_y	主桁 M_z	橋脚 S_z	橋脚 M_y	橋脚 M_x	主塔 N_x
橋軸直角	一様	66.4	1947.7	154.0	5107.0	812.9	72.7
	位相差	50.6	1850.3	141.0	5046.0	848.9	71.8
	多点	47.1	1588.3	138.5	4545.9	620.0	68.0
		主桁 S_z	主桁 M_y	橋脚 S_y	橋脚 M_z	橋脚 N_x	主桁 N_x
橋軸	一様	10.0	186.6	229.3	4518.2	17.3	85.9
	位相差	9.1	203.6	203.8	3999.3	19.3	101.7
	多点	8.2	233.2	184.8	3555.0	26.8	167.0



SHEARING FORCE 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. UNIFORM INPUT
66.4ton

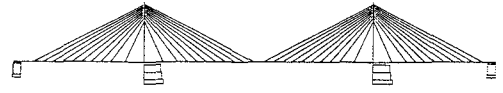


SHEARING FORCE 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. PHASE DIFFERENT INPUT
50.6ton

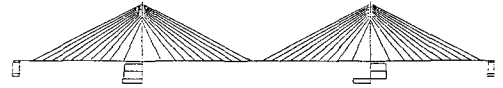


SHEARING FORCE 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. MULTIPLE INPUT
47.1ton

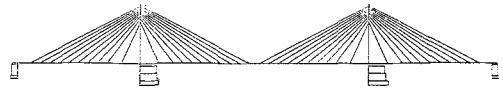
図-13.1 S_y の最大値（橋軸直角方向加振）
（上からケース1、2、3）



SHEARING FORCE 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. UNIFORM INPUT
154.0ton

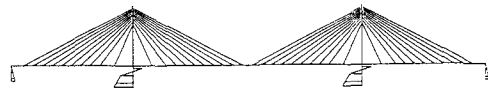


SHEARING FORCE 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. PHASE DIFFERENT INPUT
141.0ton

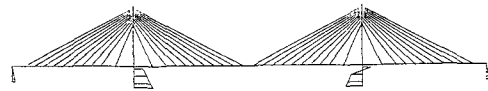


SHEARING FORCE 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. MULTIPLE INPUT
138.5ton

図-13.2 S_z の最大値（橋軸直角方向加振）
（上からケース1、2、3）



BENDING MOMENT 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. UNIFORM INPUT
5107.0ton/m

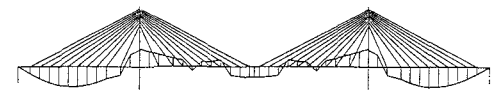


BENDING MOMENT 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. PHASE DIFFERENT INPUT
5048.0ton/m

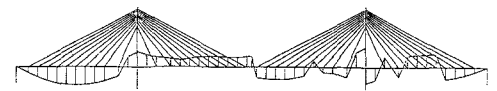


BENDING MOMENT 1 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. MULTIPLE INPUT
4545.9ton/m

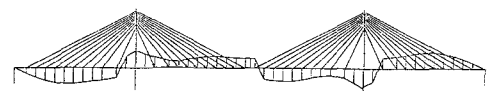
図-13.3 M_y の最大値（橋軸直角方向加振）
（上からケース1、2、3）



BENDING MOMENT 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. UNIFORM INPUT
1947.7ton/m



BENDING MOMENT 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. PHASE DIFFERENT INPUT
1850.3ton/m



BENDING MOMENT 2 MAXIMUM VALUE
TRANS. DIR. MULTIPLE INPUT
1588.3ton/m

図-13.4 M_z の最大値（橋軸直角方向加振）
（上からケース1、2、3）

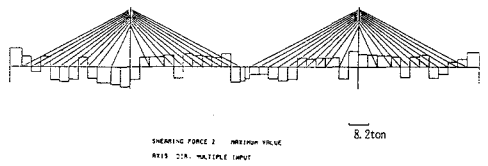
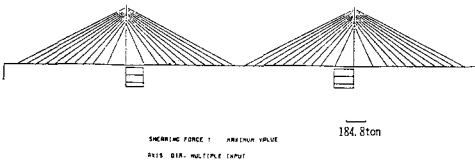
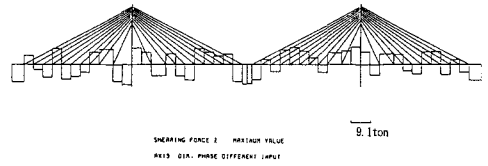
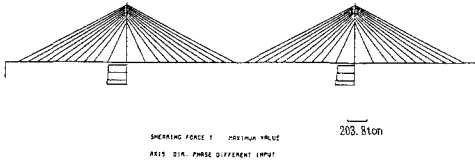
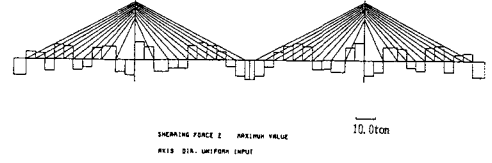
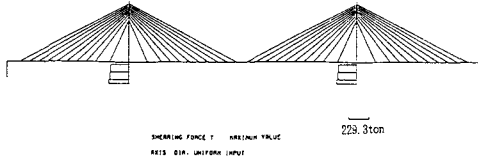


図-14.1 S_Y の最大値 (橋軸方向加振)
 (上からケース4、5、6)

図-14.2 S_Z の最大値 (橋軸方向加振)
 (上からケース4、5、6)

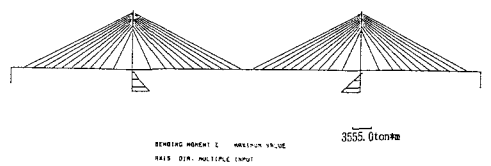
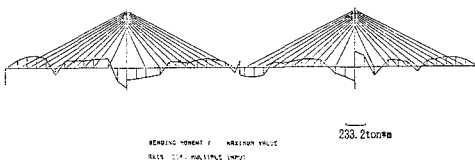
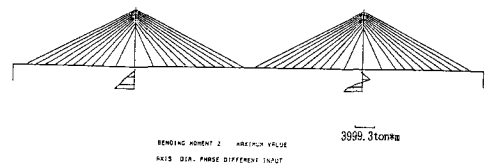
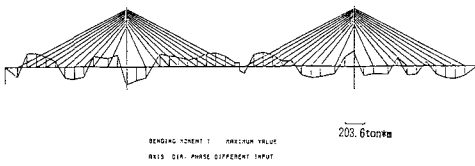
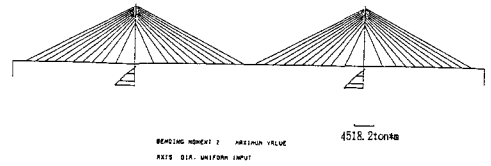
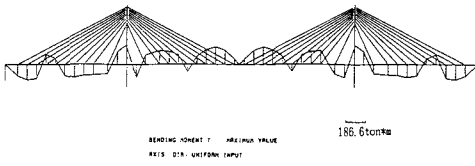


図-14.3 M_Y の最大値 (橋軸方向加振)
 (上からケース4、5、6)

図-14.4 M_Z の最大値 (橋軸方向加振)
 (上からケース4、5、6)

以下に、(a) 橋軸直角方向加振と (b) 橋軸方向加振に分けて、応答断面力に関して検討する。

(a) 橋軸直角方向加振

橋軸直角方向加振による断面力は、橋脚のねじりモーメント M_x が一様入力の場合に比べて、位相差入力のととき+4.4%、多点入力のととき-23.7%となっており、定性的な検討が難しいという傾向を示している。このことは、橋脚のねじりモーメントに対する設計検討においては、位相差入力や多点入力を考慮した時刻歴応答解析によって作用断面力を算定する必要があることを示している。その他の断面力では、すべてが一様入力のとときが最も大きく、多点入力のとときが最も小さい。特に、橋脚の橋軸直角方向の曲げモーメント M_y は一様入力の場合に比べて、多点入力のととき-11.0%となっている。一様入力を前提として現在一般に行われている修正震度法と応答スペクトル法による設計法が安全側であることが確かめられた。今後、地震観測データが蓄積され、動的解析における設計入力地震動における位相差や多点入力についての信頼性が向上すれば、現行の設計法をさらに合理化できる可能性があるものと思われる。

(b) 橋軸方向加振

橋軸方向加振による断面力では、主桁の軸力 N_x が一様入力の場合に比べて、位相差入力のととき+18.4%、多点入力のととき+94.4%と大きくなっており、主桁の橋軸方向曲げモーメントも、一様入力の場合に比べて、位相差入力のととき+9.1%、多点入力のととき+25.0%と大きくなっている。これらの増加は、二つの橋脚の不等変位によって生じるものである。しかし、 N_x の増加は断面耐力と比べると微小であり設計上問題とならない。また、主桁の断面設計は一般に活荷重等の地震荷重以外の設計荷重に支配されるため、主桁橋軸方向曲げモーメントの増加は活荷重等による断面力に比べて小さく、設計上あまり問題とならないと考えられる。その他の断面力は、一様入力の場合に比較して位相差入力、多点入力の順で小さくなっており、橋軸直角方向加振の場合と同様に、一様入力を前提とした現行の設計法の安全性が確かめられた。特に、橋脚の橋軸方向の曲げモーメント M_z は一様入力の場合に比べて、多点入力のととき-21.3%となっている。

以上のことから、今回の入力地震動・構造解析モデルで得られた応答断面力の傾向をまとめると、以下のようになる。橋脚のねじりモーメントは地震の入力方法によって定性的な傾向を示さず、入力地震に対する依存性が高い。これは、橋脚のねじりモーメントが、一様入力によって生じる橋軸直角方向の共振による効果と、位相差あるいは多点入力に伴う支点間（地震入力点間）の不等変位の影響のいずれによっても増幅されるためであると思われる。橋脚のねじりモーメント以外は、一般に、一様入力の場合が最も大きく、位相差入力、多点入力の順で小さくなる。ただし、主桁軸力、主桁橋軸方向曲げモーメント、橋脚軸力は一様入力の場合に比べて多点入力の方が大きくなるが、設計上問題とはならない。これらの断面力が増加するのは、支点間の不等変位に起因しており、その他のものは、一般に一様加振が最も共振しやすいことで理解できる。

5. あとがき

本研究では、局所的な不整形性を有する地盤として谷形状の地盤を想定し、橋梁の地震入力点での波動をA L法により求めた。そして、その入力波動を用いて中央スパン250mの長大PC斜張橋の地震応答解析を周波数応答解析法により行った。解析は加振方向2方向（橋軸直角方向、橋軸方向）、入力方法3種類（一様入力、位相差入力、多点入力）で行い、それらの応答断面力を比較し、設計的な観点から検討した。今回対象とした解析モデルの規模および入力条件のもので、数値解析結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 橋脚のねじりモーメントは地震の入力方法によって定性的な傾向を示さない。これは、橋脚のねじりモーメントが橋軸直角方向の共振と支点間の不等変位の両者に依存するためであると思われる。設計検討においては、位相差入力や多点入力を考慮した時刻歴応答解析によって作用断面力を算定する必要があることがわかった。
- (2) 主桁軸力、主桁橋軸方向曲げモーメント、橋脚軸力は一様入力の場合に比べて多点入力の方が大きくなる。これは、支点間の不等変位に起因するものであるが、一般に設計上問題とならない。
- (3) 上記以外の断面力は、一様入力の場合が最も大きく、位相差入力、多点入力の順で小さくなる。これは、一様加振の場合が一般に最も共振しやすいことで理解できる。今後、地震観測データが蓄積され、動的解析における設計入力地震動における位相差や多点入力についての信頼性が向上すれば、現行の設計法をさらに合理化できる可能性があるものと思われる。

尚、本研究は鹿島建設と米国プリンストン大学との共同研究の一環として行った研究の一部である。

謝辞 本研究に対して貴重な助言を頂いた鹿島建設技術研究所の竹田哲夫氏、鹿島建設小堀研究室の菅原長氏をはじめ、御協力いただいた関係各位に心より謝意を表します。

参考文献

- 1) Trifunac, M.D. : Scattering of Plane SH Waves by a Semi-Cylindrical Canyon, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.1, No.3, 1973
- 2) Sanchez-Sesma, F.J. and Rosenblueth, E. : Ground Motion at Canyons of Arbitrary Shape under Incident SH Waves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.7, No.5, 1979
- 3) 丹羽義次、広瀬壮一 : 傾斜層を有する地盤における理論的地震動解析, 土木学会論文報告集, 第337号, 1983
- 4) Kanamori, H., Jennings, P.C., HelMBERGER, D., et.al. : Estimation of Strong Ground Motions in Mexico City, Proc. of the 9th WCEE, VIII 43-48, 1988
- 5) Omachi, T., Toshinawa, T. and Hasumi, A. : A Simplified Numerical Analysis Procedure for Surface Waves Propagating in Sedimentary Layers, Proc. of the 9th WCEE, II 635-640, 1988
- 6) 小坪清真、鳥野清、園田敏矢 : 進行性地震波による橋梁応答解析への応答スペクトルの利用, 土木学会論文報告集, 第270号, 1978
- 7) 山田善一、竹宮宏和、河野健二、平野明 : 動的相互作用を考慮した多点入力形高橋脚橋の地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第328号, 1982
- 8) Abdel-Ghaffar, A.M. and Nazmy, A.S. : Nonlinear Seismic Response Analysis of Cable-Stayed Bridges Subjected to Nonsynchronous Support Motions, Proc. of the 9th WCEE, VI 483-488, 1988
- 9) 吉原進、河野健二 : 入力位相差を考慮した構造物の地震応答解析, 第6回日本地震工学シンポジウム, 1982
- 10) 吾田洋一、川島一彦、運上茂樹 : 入力位相差を考慮した斜張橋の地震応答解析, 第41回土木学会年次学術講演会, 1986
- 11) Aki, K. and Larner, K.L. : Surface Motion of a Layered Medium Having an Irregular Interface Due to Incident Plane SH Waves, Journal of Geophysical Research, Vol.73, No.5, 1970
- 12) Ukon, H. and Vanmarcke, E.H. : Dynamic Reliability Analysis of 3D Frame Structures Using Random Fields Theory, Proc. of the 5th ICOSSAR, Vol.3, 1715-1722, 1989
- 13) Omote, S., Ohta, T. et al : Recent Developed Strong Motion Earthquake Instruments Array in Japan, Proc. of the 7th WCEE, 1980
- 14) Kobori, T., Omote, S., Miyamura, M. et al : Response Properties of a large scale structure Subjected to Spatially Variable Ground Motions Observed at a Local Seismic Array in Japan, International Workshop on Spatial Variation of Earthquake Ground Motion, Princeton Univ., Nov. 7-9, 1988

(1991年9月30日受付)